

Experimentelle und numerische Untersuchungen an Mauerwerksriegeln

Katrin Beyer, Ahmad Abo El Ezz und Alessandro Dazio
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 MOTIVATION UND ZIELSETZUNG

In den letzten Jahren wurden in der Schweiz die Anforderungen bezüglich Erdbeben stetig verschärft. Aus diesem Grund – trotz der moderaten Seismizität der Schweiz – sind Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk heutzutage kaum mehr zu bemessen. Dies gilt zum Teil sogar für die Zonen geringer Seismizität mit Bodenbeschleunigungen von 10% g und weniger. Es ist generell anerkannt, dass die in den meisten, heute gültigen Normenwerken zu findenden Bemessungsverfahren für unbewehrtes Mauerwerk eher konservativ sind. Zum Beispiel wird in der heute gängigen Bemessungspraxis die Rahmenwirkung infolge von Riegeln in Mauerwerksgebäuden in der Regel nicht berücksichtigt. Numerische Berechnungen haben jedoch gezeigt, dass die Riegelemente das globale Kraft-Verformungsverhalten einer Mauerwerkswandscheibe massgeblich beeinflussen. Ein wesentlicher Grund, weshalb Riegel bei der Bemessung von Mauerwerksgebäuden nicht berücksichtigt werden, liegt in den fehlenden experimentellen Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksriegeln unter Erdbebenbelastung, die für eine Validierung von mechanischen und numerischen Modellen notwendig sind. Aus diesem Grund wurde ein Forschungsprojekt initiiert, dessen Ziel es ist, das Kraft-Verformungsverhalten von Riegeln in Mauerwerksgebäuden besser quantifizieren zu können, um die bis jetzt angewandten konservativen, kräftebasierten Bemessungsverfahren durch realistischere kraftbasierte oder durch verformungsbasierte Verfahren ersetzen zu können. Letztere haben das Potential, zu rationaleren und ökonomischeren Strukturen zu führen.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes werden mehrere Riegel in grossmassstäblichen Versuchen unter quasi-statisch zyklischen Lasten getestet. Die Ergebnisse sollen zu einem mechanischen Modell des Tragverhaltens von Mauerwerksriegeln führen und auch in die globale Analyse von Mauerwerkswandscheiben einfließen. Das endgültige Ziel ist die For-

mulierung von praxis-orientierten Richtlinien zur realistischen Abschätzung des nichtlinearen Tragverhaltens von Mauerwerksgebäuden. Im vorliegenden Artikel werden ausgewählte Aspekte numerischer Untersuchungen zum Tragverhalten von mit Riegeln gekoppelten Mauerwerkswänden sowie grossmassstäblichen Versuche an Riegelementen zusammengefasst.

2 VERSCHIEDENE TYPEN VON RIEGELN IN MODERNEN MAUERWERKSGBÄUDEN

Die Bauweise von Riegeln in Mauerwerksgebäuden aus Backsteinen hat sich über die Jahre verändert. Grundsätzlich sind Gebäude mit Holzdecken und Stahlbetondecken zu unterscheiden. In einigen Ländern (z.B. Italien) werden Mauerwerksgebäude häufig mit Hourdis-Decken und Stahlbetonringbalken ausgeführt. Die Riegel dieser Mauerwerksgebäude unterscheiden sich von Riegeln in Mauerwerksgebäuden mit Stahlbetondecken hauptsächlich hinsichtlich der Steifigkeit und des Widerstands des Stahlbetonelementes. Der in diesem Artikel vorgestellte Projektteil befasst sich mit Riegeln in Mauerwerksgebäuden mit Stahlbetondecken oder -ringbalken; Riegel in Mauerwerksgebäuden mit Holzdecken werden zu einem späteren Zeitpunkt des Projekts untersucht (siehe Abschnitt 6). Bei Gebäuden mit Stahlbetondecken lassen sich in den Aussenfassaden drei unterschiedliche Riegeltypen ausmachen: (i) Riegel aus Mauerwerk, Stahlbetondecken und Fenstersturz (Abb. 1a) sind häufig in älteren Gebäuden zu finden. Je neuer das Baudatum desto grösser werden im Allgemeinen die Fensteröffnungen. (ii) Oft verschwindet der Fenstersturz ganz und der Fensterrahmen und Rollladenkasten zieht sich bis zur Stahlbetondecke (Abb. 1b). (iii) In ganz neuen Gebäuden verschwindet zum Teil auch der Mauerwerksriegel und das Fensterelement reicht von Decke zu Decke (Abb. 1c). In diesem Fall erfolgt die Kopplung lediglich über die Stahlbetondecke. Einen ähnlichen Kopplungsmechanismus findet man auch bei Innenwänden, wo zum Teil zur Kopp-

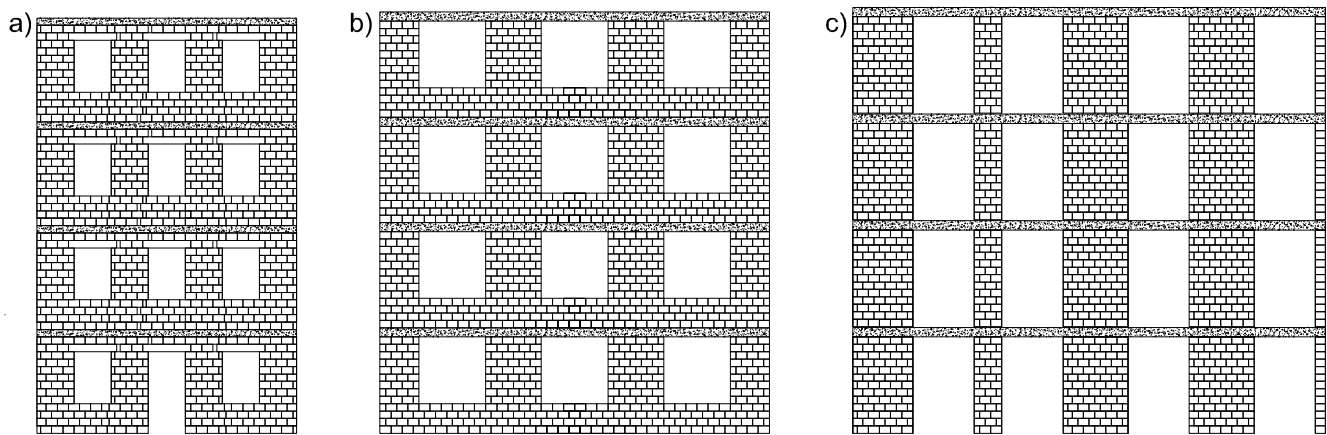


Abb. 1: Fassaden von Mauerwerksgebäuden mit Stahlbetondecken mit unterschiedlichen Riegeltypen: Riegel aus Mauerwerk, Stahlbetondecke und Fenstersturz (a), aus Mauerwerk und Stahlbetondecke (b) und aus lediglich einer Stahlbetondecke (c).

lungswirkung der Decke noch diejenige eines Türsturzes hinzukommt. Im Angesicht der Vielfalt von Riegelementen ist es nicht möglich alle Typen in grossmassstäblichen Versuchen zu testen. Es wurde entschieden, sich auf Riegelemente aus Mauerwerk und Stahlbetondecken zu konzentrieren (Abb. 1b), da die grossmassstäblichen Versuche lediglich zur Validierung von mechanischen oder numerischen Modellen dienen und nicht der Abdeckung aller vorkommenden Riegelvarianten. Von Modellen, die den Mechanismus der Riegel in Abb. 1b richtig erfassen, kann angenommen werden, dass sie auch die anderen beiden Typen abbilden können.

3 NUMERISCHE MODELLIERUNG VON MAUERWERKSWANDSCHEIBEN UND ISOLIERTEN RIEGELN

3.1 Numerisches Modell

Zum besseren Verständnis der Wirkungsweise von Riegeln in Mauerwerkswandscheiben, die einer Erdbebenbelastung ausgesetzt sind, als auch zur Planung der Versuche an Riegelementen wurden umfangreiche numerische Berechnungen durchgeführt. Für die numerische Modellierung wurde das Finite-Element-Programm "Atena" (Cervenka, 2007) verwendet. Das Programm wurde gewählt, da sehr gute nichtlineare Materialgesetze für Beton und Stahl implementiert sind. Darüber hinaus kann Mauerwerk mittels eines einfachen heterogenen Mikromodells analysiert werden. In diesem Modell wird jeder Stein als eine elastische Einheit modelliert. Die Fugen werden als Kontaktelemente mit einem Mohr-Coulomb Reibungsgesetz abgebildet. Dieser Modellierungsansatz entspricht dem Ansatz, den Löring (2005) für Mauerwerkswände wählte und mittels des Programms "Ansys" realisierte.

Obwohl dieser Modellierungsansatz in recht detaillierten Modellen resultiert, hat er einige Schwächen: (i) Steinversagen kann nicht erfasst werden. In typischen Schweizer Mauerwerk versagen aufgrund geringer Mörtelfestigkeiten jedoch meist zuerst die Fugen und Steinversagen tritt erst bei grösseren Deformationen auf; dies trifft v.a. dann zu, wenn die Normalkraft klein ist. Steinversagen kann jedoch für die Bestimmung der Verschiebekapazität massgebend werden; daher kann diese höchstens approximativ mittels des hier angewendeten Modells geschätzt werden. (ii) Da die Fugen als unendlich dünn modelliert werden, können Effekte, die aus den unterschiedlichen Querdehnzahlen von Mörtel und Steinen resultieren nicht erfasst werden. Die Vernachlässigung des Effekts auf die Steine ist hierbei sekundär, da die Steine als elastisch modelliert werden.

3.2 Pushover-Kurve einer 3-stöckigen Mauerwerkswandscheibe

Zur Vorbereitung der Versuchsplanung wurden verschiedene 3-stöckige Mauerwerkswandscheiben analysiert (Beyer und Dazio, 2008). Die hier diskutierten Berechnungen zeigen das Verhalten einer Mauerwerkswandscheibe, die aus drei 3 m breiten Wänden mit Riegellängen von 1.5 m und einer freien Stockwerkshöhe zwischen den Decken von 2.40 m besteht. Die Stahlbetondecken sind 0.24 m dick; als effektive Breite des resultierenden Balkens wurde die Breite der Mauerwerkswand von 0.2 m angenommen.

Bei der Analyse von Mauerwerksgebäuden mit Stahlbetondecken stellt sich immer die Frage nach der mitwirkenden Breite der Decke. Priestley et al. (2007) empfehlen eine mitwirkende Breite von drei Mal der Breite der Mauerwerkswand, wenn es sich um eine Innenwand handelt, und zwei Mal der Breite der Mauerwerkswand bei einer Aussenwand. Bei grossen

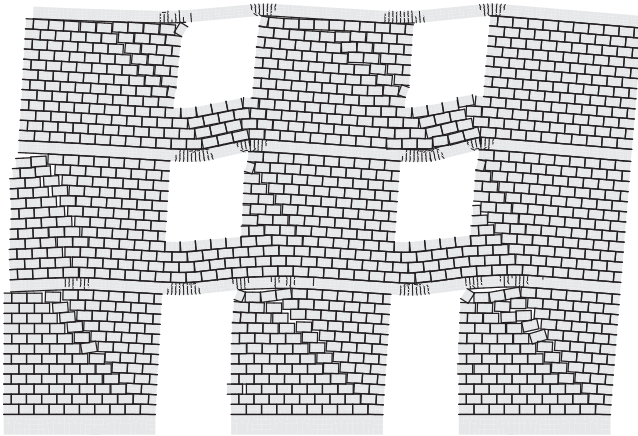


Abb. 2: Verformungsfigur der Mauerwerkswandscheibe bei $\delta=0.4\%$ (Vergrößerungsfaktor der Deformationen: 20).

Deckenstärken, wie sie in neueren Gebäuden üblich sind, ist es daher möglich, dass die Stahlbetondecke nicht mehr ins Fließen kommt, wenn das Gebäude horizontale beansprucht wird. Für die numerische Berechnung von Mauerwerkswandscheiben mit Riegeln aus Stahlbetondecken und Mauerwerk ist dieser Fall jedoch weniger interessant, da der Beitrag des Mauerwerks zur Riegelsteifigkeit vermutlich relativ klein ist. Aus diesem Grund werden für alle folgenden Berechnungen die mitwirkende Deckenbreite auf die Breite der Mauerwerkswand (0.2 m) beschränkt und anstatt von einer Stahlbetondecke von einem Stahlbetonbalken gesprochen.

Die Längsbewehrung eines jeden Stahlbetonbalkens besteht aus vier D12 mm Stäben, die Schubbewehrung aus D6 mm Bügeln im Abstand von 150 mm. Über den Balken der unteren zwei Stockwerke verstärken vier Reihen von Backsteinen die Riegel. Die Pushover-Berechnung der Mauerwerkswand wurde mit über die Höhe dreiecksförmig verteilten Horizontalkräften durchgeführt, die auf der Höhe der Balken angreifen. Die Verteilung der Kräfte wurde über die Dauer der Berechnung konstant gehalten. Zusätzlich zu den Horizontalkräften wurden auf die Wände Vertikallasten aufgebracht, um das Eigengewicht der Wände und Decken sowie die Auflasten zu berücksichtigen. Abb. 2 zeigt die Verformungsfigur der Mauerwerkswandscheibe bei einer mittleren Stockwerkschiefstellung von $\delta=0.4\%$. Die mittlere Stockwerkschiefstellung wurde berechnet als die horizontale Verschiebung des obersten Balkens dividiert durch die Höhe der Wand. Die Risse im Beton zeigen, wo sich die plastischen Gelenke in den Stahlbetonbalken ausbilden: Das plastische Gelenk mit negativem Moment (für die hier gezeigte Belastungsrichtung ist es das rechte Gelenk eines jeden Riegels) befindet sich ungefähr über der Kante der darunterliegenden Mauerwerkswand, wie man es auch für Mauerwerkswand-

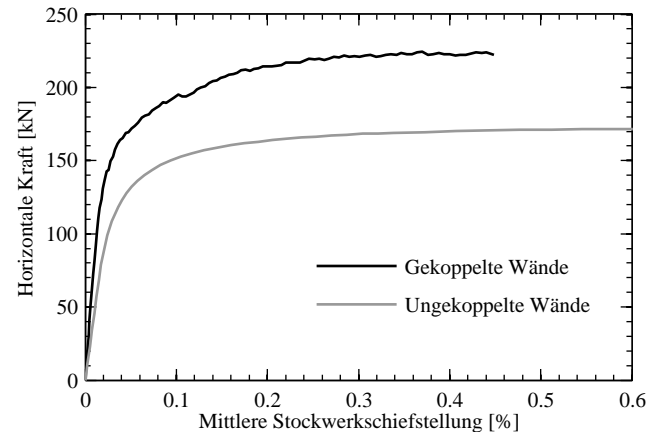


Abb. 3: Pushover-Kurve der Mauerwerkswandscheibe im Vergleich zu der entsprechenden Kurve von ungekoppelten Wänden.

scheiben erwarten würde, in denen die Kopplung lediglich über Stahlbetonbalken erfolgt (Abb. 1c). Das plastische Gelenk mit positivem Moment hingegen befindet sich nicht an der Kante der Mauerwerkswand sondern ist in die freie Spannweite des Riegels hineinverschoben. Dies liegt daran, dass sich die Druckstrebe, die sich auf dem Gelenk abstützt, infolge des Mauerwerksriegels für die hier gezeigte Belastungsrichtung nach rechts verschieben kann. Damit wird die effektive Spannweite des Riegels verkürzt und der Tragwiderstand im Vergleich zu einem aus lediglich einem Stahlbetonbalken bestehendem Riegel erhöht. Abb. 3 vergleicht die Pushover-Kurve der in Abb. 2 gezeigten Mauerwerkswandscheibe mit derjenigen von drei ungekoppelten Tragwänden, d.h. ohne Berücksichtigung des Kopplungseffekts durch die Riegel. Der Vergleich zeigt, dass die Riegel sowohl die Anfangssteifigkeit als auch den Widerstand der Wandscheibe deutlich erhöhen.

3.3 Pushover-Kurve eines Mauerwerkriegels

In den grossmassstäblichen Versuchen sollen Riegelemente getestet werden, die aus dem Riegel selbst sowie den angrenzenden Teilen der Mauerwerkswänden bestehen; letztere sind notwendig um die Kräfte in den Riegel einzuleiten und möglichst ähnliche Randbedingungen des Riegels wie in einer Mauerwerkswandscheibe zu gewährleisten. Mittels Atena-Berechnungen wurden verschiedene mögliche Versuchsaufbauten analysiert und derjenige ausgesucht, der versuchstechnisch am besten realisierbar ist sowie eine möglichst ähnliche Beanspruchung des Riegels wie in der Mauerwerkswandscheibe hervorruft. Abb. 4 zeigt die Pushover-Kurve und die Verformungsfigur des Riegelementes bei einer Stockwerkschiefstellung von $\delta = 0.4\%$. Der Riegel selbst hat die

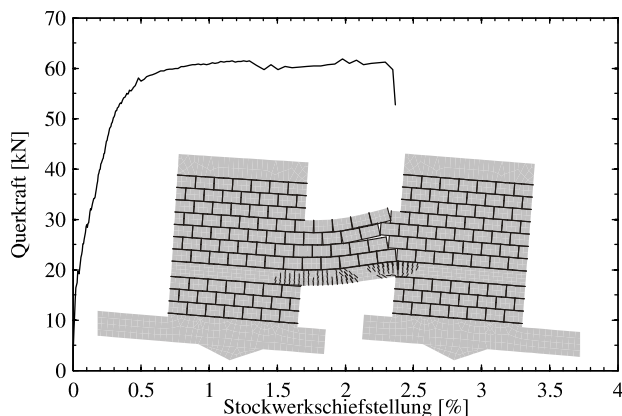


Abb. 4: Pushover-Kurve des Riegel-Versuchskörpers und Verformungsfigur bei $\delta=0.4\%$ (Vergrößerungsfaktor der Deformationen: 20).

gleichen Abmessungen und Eigenschaften wie der Riegel in Abschnitt 3.2; die Mauerwerkswände links und rechts des Riegels, die in ihrer Mitte gelenkig gelagert sind, sind jedoch lediglich 2.1 m lang, so dass die Beanspruchung des Riegels bei gleicher Stockwerkschiefstellung nicht ganz die gleiche ist. Der Vergleich der Verformungsfigur in Abb. 4 mit derjenigen in Abb. 2 lässt aber die Schlussfolgerung zu, dass die Beanspruchung und die Randbedingungen des Riegel-Versuchskörpers im Grossen und Ganzen denen in einer Mauerwerkswandscheibe entsprechen.

4 VERSUCHSAUFBAU UND -DURCHFÜHRUNG

In den folgenden Abschnitten werden die Riegel-Versuchskörper, die in diesem Projekt getestet wurden, der Versuchsaufbau und die Messeinrichtung sowie die verwendeten Belastungsgeschichten beschrieben.

4.1 Versuchskörper

In dem Projektteil zum Verhalten von Riegelementen mit Stahlbetonbalken wurden fünf Versuchskörper

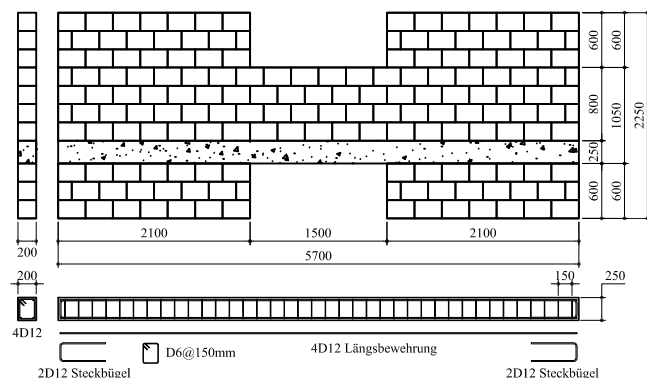


Abb. 5: Abmessungen der Versuchskörper und Bewehrungslayout der Stahlbetonbalken (die Längsbewehrung variiert zwischen den Versuchskörpern, siehe Tabelle 1).

	Belastung	Bewehrung des SB-Balkens	Backstein
TU1	monoton	4D12 (4.52 cm ²)	Typ 1
TU2	monoton	4D12 (4.52 cm ²)	Typ 2
TU3	zyklisch	4D12 (4.52 cm ²)	Typ 2
TU4	zyklisch	4D16 (8.04 cm ²)	Typ 2
TU5	zyklisch	4D10 (3.14 cm ²)	Typ 2

Tabelle 1: Charakteristiken der fünf Versuchskörper.

getestet. Die Abmessungen der Versuchskörper sowie die Bewehrung der Stahlbetonbalken sind in Abb. 5 dargestellt. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die Versuchskörper hinsichtlich der Art der Belastung, der Längsbewehrung der Stahlbetonbalken und der verwendeten Backsteine. Die ersten beiden Versuchskörper TU1 und TU2 wurden mit einer monotonen Pushover-Belastung getestet. Um das Verhalten während eines Erdbebens zu simulieren, ist eine zyklische Belastung wie sie für die Versuchskörper TU3-TU5 angewendet wurde repräsentativer. Bemessungsansätze basieren jedoch meistens auf Pushover-Berechnungen. Während man weiss, dass für duktile Stahlbetontragteile eine monotone Belastung in der Regel sehr gut mit der Umhüllenden einer zyklischen Belastung übereinstimmt, ist dies für Mauerwerkstragteile nicht immer gegeben und wird daher überprüft.

Der Unterschied zwischen TU1 und TU2 besteht in der Art der verwendeten Backsteine. Während für TU1 Backsteine mit nicht durchgehenden Längsstegen verwendet wurden, haben die Backsteine von TU2 durchgehende Längsstege (siehe Abb. 6). In der Schweizer Mauerwerksnorm SIA 266 (2003) ist die Stegform nicht reguliert und somit kommen in der Schweiz sowohl Steine mit und ohne durchgehende

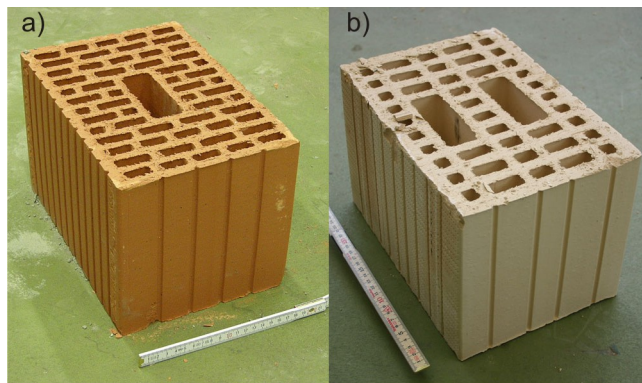


Abb. 6: Backsteine: Typ 1 mit nicht durchgehenden Längsstegen (a) und Typ 2 mit durchgehenden Längsstegen (b). Die Abmessungen beider Steine sind 20x19x29 cm (BxHxL).

Längsstege zur Anwendung. In der italienischen Erdbebenorm (Artikel 8.1.2 in OPCM 3431, 2005) ist hingegen festgelegt, dass nur Steine mit durchgehenden Längsstegen verwendet werden dürfen.

TU4 und TU5 unterscheiden sich von den anderen Versuchskörpern in Bezug auf die Längsbewehrung des Stahlbetonbalkens, für die 4 D16 mm bzw. 4 D10 mm Stäbe anstatt 4 D12 mm wie für TU1-TU3 verwendet wurden. Die italienische Erdbebenorm (OPCM n. 3431, 2005) verlangt für Stahlbetonringbalken in Mauerwerksgebäuden mindestens eine Längsbewehrung von 8 cm^2 , was 4 D16 mm entspricht, und eine Breite von mindestens der Mauerwerksdicke. Für die Schubbewehrung müssen mindesten D6 mm Bügel alle 250 mm vorgesehen werden. Damit entspricht TU4 gerade den Anforderungen an einen Ringbalken nach italienischer Erdbebenorm; lediglich die Schubbewehrung ist mit D6 mm Bügel alle 150 mm stärker ausgeführt als erforderlich. Gemäss der europäischen Erdbebenorm EC8 (CEN, 2004) ist für die Ringbalken mindestens eine Längsbewehrung von 2 cm^2 vorzusehen. Dies ist deutlich weniger als die Bewehrung von TU1-TU4. Aus diesem Grund wurde ein weiterer Versuchskörper mit einer kleineren Längsbewehrung getestet (TU5).

4.2 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 7 dargestellt. Der Versuchskörper steht auf zwei steifen horizontalen Stahlbalken, die an einem Punkt gelenkig gelagert und an ihrem Ende mit je einem servo-hydraulischen Prüfzylinder verbunden sind. Das in Abb. 7 linke Balkenlager erlaubt neben der Rotation auch eine Verschiebung in Längsrichtung des Balkens, die Steuerung der Zylinder erfolgt über deren Weg. Es entstehen deshalb keine axialen Zwängungen entlang der Riegelachse. Während des Versuchs werden die Prüfzylinder mit gleichen Geschwindigkeiten in entgegengesetzter Richtung bewegt. Als Folge rotieren die horizontalen Balken und auf beide Mauerwerkswände links und rechts des Riegels wird die gleiche Schiefstellung aufgebracht, die die Beanspruchung des Riegels verursacht. Aus den Zylinderkräften, den Reaktionen an den Auflagerpunkten sowie dem Eigengewicht des Versuchskörpers kann die im Riegel wirkende Querkraft berechnet werden. Bevor mit dieser Belastung begonnen wird, werden, um die Axialkräfte in den Mauerwerkswänden zu simulieren, die Mauerwerkswände mittels je vier Stahlstangen auf 160 kN vorgespannt, was unter Berücksichtigung des Eigengewichts einer mittleren Pressung von ungefähr 0.4 MPa entspricht. Verteilträger auf den Mauerwerkswänden dienen der Verteilung der vertikalen Lasten.

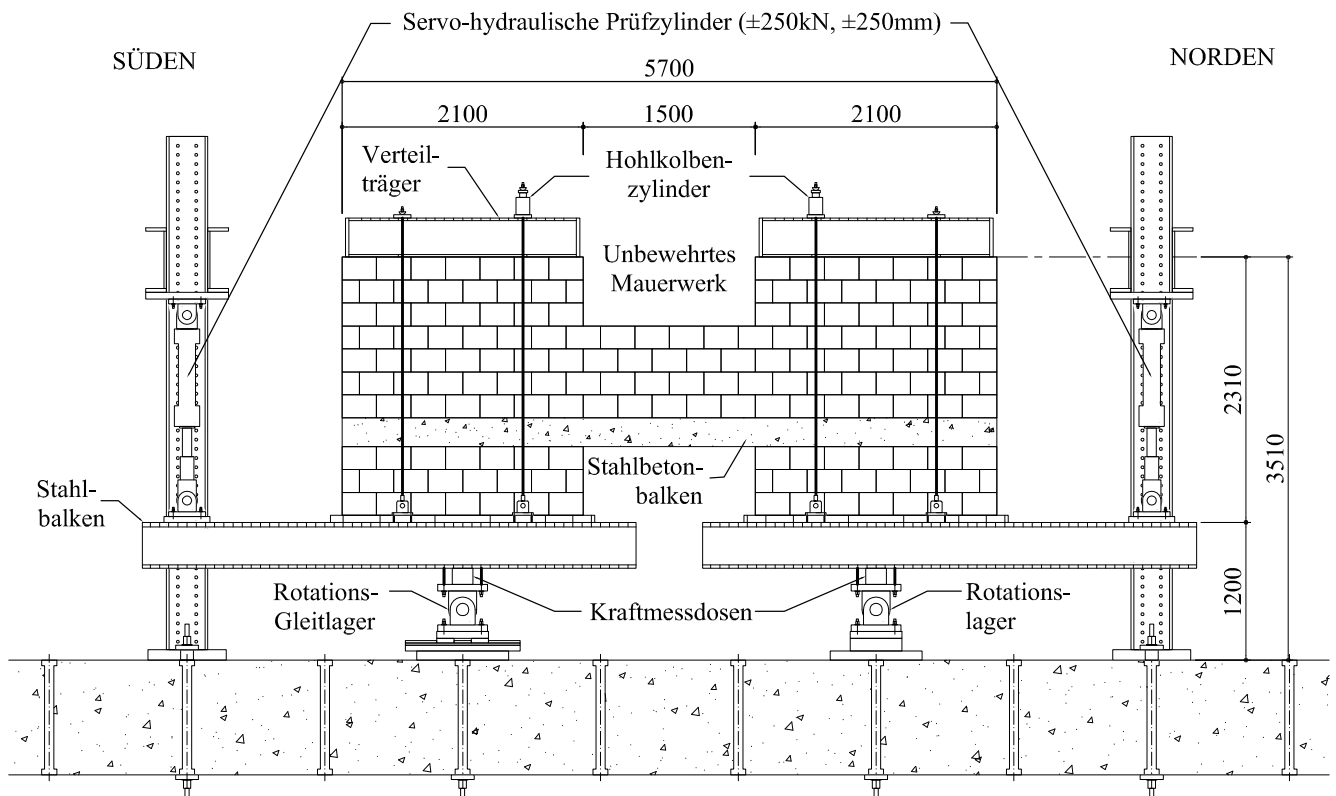


Abb. 7: Ostansicht des Versuchsaufbaus (Bem.: Zur besseren Übersicht ist die Einrichtung für die seitliche Führung des Versuchskörpers sowie für die Lagerung der horizontalen Stahlbalken vor Beginn des Versuchs nicht gezeichnet).

4.3 Messeinrichtung

Während des Versuchs wurden mittels 58 fest verdrahteten Kanälen verschiedene Kraft- und Verformungsgrößen gemessen. Abb. 8 gibt einen Überblick über die verwendeten Kanäle. Zusätzlich zu diesen fest verdrahteten Messgebern wurden auf der anderen Seite des Versuchskörpers, der Ostseite, mit einem optischen Messsystem (NDI Optotrak Certus HD) die Koordinaten von 182 auf das Mauerwerk und den Stahlbetonbalken aufgeklebten LEDs gemessen. Zusätzlich wurden je vier LEDs auf die beiden horizontalen Stahlbalken aufgebracht und sechs weitere auf eine kleine Stahlstütze und einen Betonquader, die nicht zum eigentlichen Versuchsaufbau gehörten und sich daher nicht bewegten. Diese sechs LEDs definierten das fixe Referenzsystem während des Versuchs.

4.4 Belastungsgeschichte

Sowohl die monotone als auch die zyklische Belastungsgeschichte folgte verschiedenen Stufen von Stockwerkschiefstellungen. Kraft-basierte Stufen, die häufig bei quasi-statischen Versuchen in den Anfangszyklen Verwendung finden, wurden nicht berücksichtigt. Kraft-basierte Stufen dienen typischerweise dazu, eine Fließverschiebung zu definieren, die dann als Grundlage für die folgende stufenweise Vergrößerung der Amplituden dient. Die Festlegung einer Fließverschiebung ist bereits für Stahlbetontragteile nicht eindeutig; für Mauerwerkstragteile ist die Festlegung noch deutlich schwieriger. Aus diesem Grund wurde die Belastungsgeschichte über die Schiefstellungen der Wände kontrolliert und war für

alle monotonen bzw. zyklischen Versuche gleich und unabhängig von der Kraft-Verformungsbeziehung der Versuchskörper.

Die Stockwerkschiefstellung entspricht der Schiefstellung der beiden horizontalen Stahlbalken, welche während des Versuchs immer gleich gehalten wurden. Die Schiefstellung wurde mit den induktiven Wegnehmern unterhalb des Balkens gemessen. Bei der monotonen Belastung (TU1 und TU2) wurde bei den folgenden Schiefstellungen angehalten: 0.025%, 0.05%, 0.1%, 0.2%, 0.3%, 0.4%, 0.6%, 0.8%, 1.0%, 1.5%, 2.0%, 2.5%, 3.0%, 4.0%. Dieselben Schiefstellungen dienten bei den zyklischen Belastungen als Amplituden. Bei jeder Stufe wurden zwei Zyklen mit der gleichen Amplitude gefahren.

5 ERSTE ERGEBNISSE DER VERSUCHE

Die detaillierte Auswertung der Versuche ist momentan im Gange. Aus diesem Grund werden hier lediglich erste Ergebnisse von zwei der fünf Versuche vorgestellt. Die zwei Versuche betreffen TU2 und TU3, die sich hinsichtlich ihrer Charakteristiken (siehe Tabelle 1) lediglich in der Belastungsgeschichte unterscheiden: TU2 wurde unter monotoner Belastung und TU3 unter zyklischer Belastung getestet. Die Längsbewehrung besteht bei beiden Versuchen aus 4 D12 mm Stäben, so dass die in Abschnitt 3.3 vorgestellten Berechnungen direkt mit denjenigen aus den Versuchen verglichen werden können.

5.1 Versagensmechanismen

Obwohl sich die Versuche an TU2 und TU3 lediglich hinsichtlich der Belastungsgeschichte unterschieden,

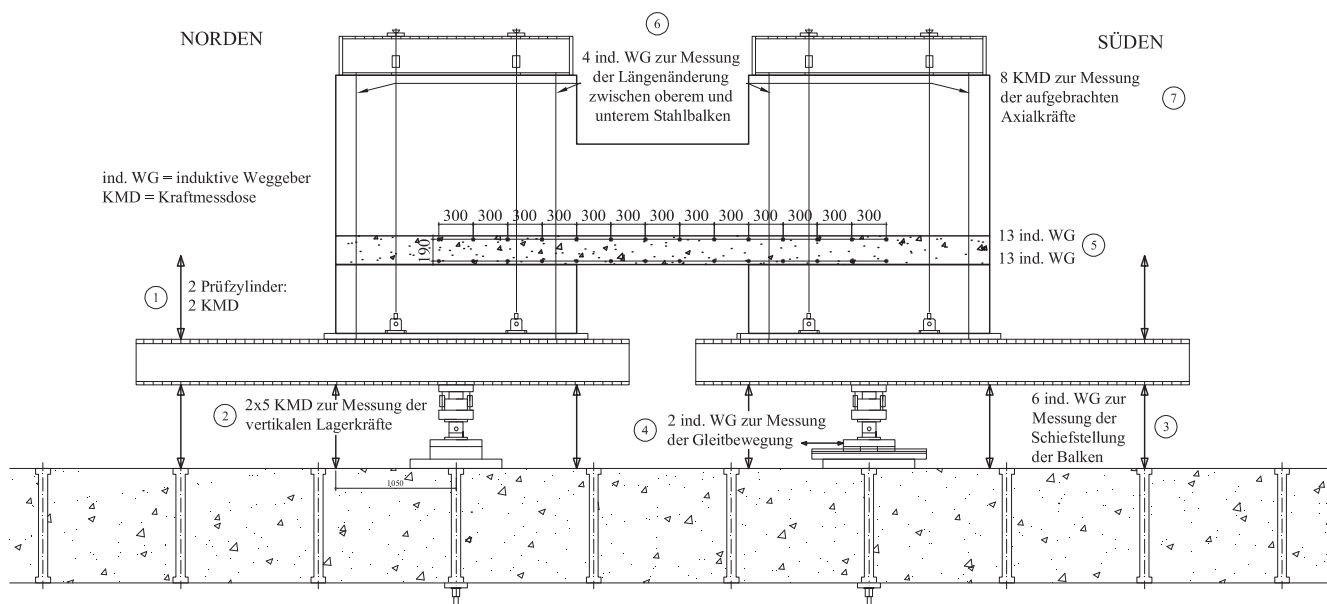


Abb. 8: Instrumentierung mit fest verdrahteten Instrumenten (Ansicht von Westen).

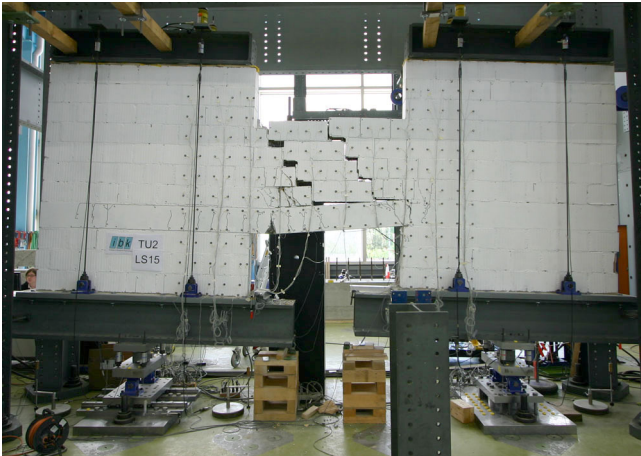


Abb. 9: TU2 nach monotoner Belastung am Ende des Versuchs (Ansicht von Osten).

waren die Versagensmechanismen der beiden Versuchskörper unterschiedlich: TU2 versagte bei ungefähr 3.5% Schiefstellung infolge Reissen der Längsbewehrung des Stahlbetonbalkens (Abb. 9). Kurz aufeinander folgend rissen ein Stab der oberen Bewehrungslage im negativen plastischen Gelenk sowie beide Stäbe der unteren Bewehrungslage im positiven plastischen Gelenk. Dies markierte das Ende des Versuchs. Zu diesem Zeitpunkt war die Schubkraft, die durch den Riegel übertragen wurde, auf ungefähr ein Viertel der maximal erreichten Kraft abgefallen. Das Mauerwerk des Riegels war von zwei sehr breiten Treppenrisen durchzogen. Lediglich der Mauerwerksteil links des linken Treppenrisses trug zum Tragwiderstand bei, indem es der Druckdiagonalen ermöglichte, in den Riegel hineinzureichen und das positive plastische Gelenk im Stahlbetonbalken in die Spannweite des Riegels hinein verschob. Ausserhalb dieser Druckstrebe wurde das Mauerwerk des Riegels nur in den Fugen beschädigt; die Steine der Druckstrebe versagten hingegen zum Teil. Schäden am Mauerwerk der Wände waren sehr gering.

Versuchskörper TU3 versagte im ersten Zyklus mit 3% Schiefstellung infolge eines Schubbruchs. Ungefähr 55 cm vom linken Rand des Riegels riss ein Bügel im Stahlbetonbalken in einem diagonalen Riss, der sich während den letzten Zyklen immer weiter geöffnet hatte. Da die Längenänderung des Riegels durch den Versuchsaufbau nicht verhindert war (siehe Abschnitt 4.2), verlängerte sich der Riegel infolge der zyklischen Belastung im plastischen Bereich zunehmend. Damit wurde die Schubübertragung durch den Beton in den diagonalen Rissen des Stahlbetonbalkens geschwächt, was schlussendlich zum Versagen führte. Die Beschädigung des Mauerwerks ist derjenigen von TU2 recht ähnlich. Die zyklische statt monotone Belastung trug dazu bei, dass der

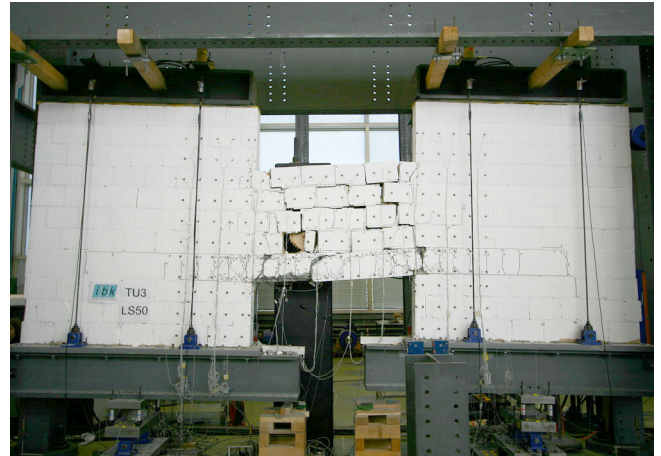


Abb. 10: TU3 nach zyklischer Belastung am Ende des Versuchs (Ansicht von Osten).

Mauerwerksverband stärker gelockert wurde und sich die Rissöffnungen gleichmässiger über den Riegel verteilten.

5.2 Kraft-Verformungsbeziehungen

Abbildung 11 zeigt die Kraft-Verformungsbeziehungen von TU2 und TU3 im Vergleich mit zwei numerischen Berechnungen. Die erste Berechnung („Atena“) ist die in Abschnitt 3.3 präsentierte Berechnung. Bei der zweiten handelt es sich um eine einfache Berechnung auf der Basis von zwei plastischen Gelenken an den Enden des Riegels, die lediglich den Stahlbetonbalken berücksichtigen. Diese Berechnung wurde durchgeführt, um abzuschätzen, welchen Beitrag das Mauerwerk zum Widerstand des Riegels liefert. Der Momentenwiderstand des Stahlbetonbalkens wurde mit dem Programm „Response 2000“ berechnet (Bentz, 2000) und der Schubwiderstand des Riegels ohne Mauerwerk als $V = 2M_n / l_{sp}$ geschätzt, wobei l_{sp} die freie Länge des Riegels, d.h. 1.5 m, ist.

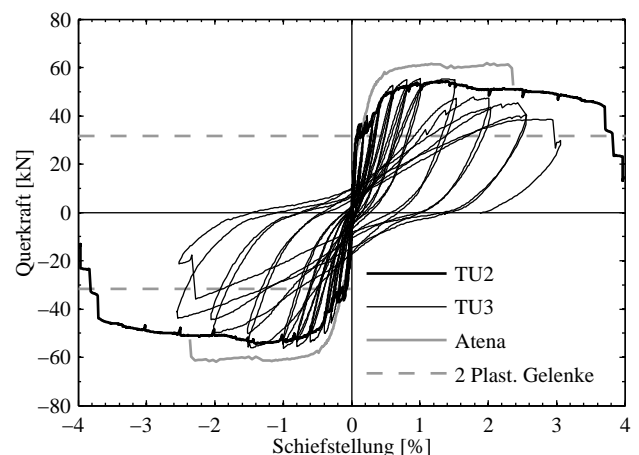


Abb. 11: Kraft-Verformungsbeziehung von TU2 und TU3 im Vergleich mit der Atena-Berechnung und einem Berechnungsmodell, das auf dem Stahlbetonbalken alleine beruht.

Der Vergleich der Kraft-Verformungsbeziehungen von TU2 und TU3 zeigt, dass die Umhüllende der Kurve von TU3 gut mit derjenigen von TU2 übereinstimmt. Selbst hinsichtlich der Verformungskapazität werden relativ ähnliche Werte erzielt, obwohl die Versagensmechanismen unterschiedlich sind (siehe Abschnitt 5.1). Es ist jedoch hervorzuheben, dass die sehr grossen erreichten Schiefstellungen mit Vorbehalt zu betrachten sind. Zum einen ist während eines echten Erdbebens der Riegel auch Beschleunigungen aus der Ebene ausgesetzt und lose Mauerwerksteile würden daher herausfallen. Zum anderen hätten bei dieser Schiefstellung gemäss herkömmlichen Annahmen (z.B. EC8, Teil 3 (CEN, 2005)) die Mauerwerkswände längst versagt und die Einleitung der Kräfte von den Wänden in die Riegel hätte sich verändert und entspräche vermutlich nicht mehr derjenigen einer weitgehend ungestörten Zone neben den Riegeln, wie sie in Abb. 9 und Abb. 10 zu sehen ist.

Im Vergleich zu den Versuchen überschätzt die Vorhersage mit Atena die Kraftkapazität der Riegel etwas; alles in allem ist die Übereinstimmung jedoch relativ gut und das Modell scheint daher geeignet die Kraft-Verformungsbeziehung als auch den Mechanismus des Riegels vorherzusagen. Der Widerstand, der mit dem plastischen Gelenk-Modell berechnet wurde, ist deutlich kleiner als derjenige, der mit Atena berechnet wurde. Dies zeigt, dass das Mauerwerk in einem Berechnungsmodell berücksichtigt werden sollte. Die Berücksichtigung des Mauerwerks ist nicht nur von Interesse, um ein realitätsnäheres Modell zu erhalten, es ist auch im Rahmen einer Kapazitätsbemessung des Stahlbetonbalkens geradezu notwendig, da die infolge des Mauerwerks erhöhten Querkräfte im Riegel – wie bei TU3 geschehen – zu einem Schub- statt dem bevorzugten Biegeversagen des Stahlbetonbalkens führen können.

6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die fünf durchgeführten grossmassstäblichen Versuche haben gezeigt, (i) dass das Mauerwerk des Riegels den Lastabtragungsmechanismus verändert und den Riegel deutlich verstärkt und (ii) dass sowohl ihr Versagensmechanismus als auch ihre Kapazität mit dem in Atena entwickelten numerischen Modell recht gut vorhergesagt werden können. Zudem lassen die Versuche den Rückschluss zu, dass die Riegel mit Stahlbetonbalken oder -decken eine erhebliche Verformungskapazität besitzen, die für typische Riegel-Wand-Konfigurationen weit über die üblich angenommen Grenzwerte der Stockwerkschiefstellung von 0.4 oder 0.8% von Mauerwerkswänden hinausgeht. Nicht berücksichtigt werden konnten bei diesen Versuchen

allerdings Effekte von Beschleunigungen aus der Ebene.

Weitere Schritte umfassen die detaillierte Auswertung der Versuchsdaten und die Erarbeitung einfacher mechanischen Modelle zur Abschätzung der Kraft-Verformungsbeziehung von Mauerwerksriegeln mit Stahlbetonbalken, die direkt in eine Bemessung oder Beurteilung einfließen können. In einem sich in Planung befindenden Projektteil sollen verschiedene Riegeltypen aus Mauerwerksgebäuden mit Holzbalkendecken mittels numerischen Berechnungen und weiteren Experimenten untersucht werden.

7 VERDANKUNGEN

Dieses Projekt wurde von der KGV Präventionsstiftung im Rahmen des Forschungsvorhabens „Nonlinear deformation behavior of unreinforced masonry structures through testing and numerical simulations“ finanziert. Bei der Versuchsdurchführung haben Herr Dominik Werne, Herr Thomas Jaggi und Herr Christoph Gisler die Autoren unterstützt.

8 LITERATUR

- Bentz E.C. (2000), Response 2000 – Reinforced Concrete Sectional Analysis using the Modified Compression Field Theory, University of Toronto, Canada.
(<http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/home.shtml>)
- Beyer K., Dazio A. (2008), Analysis of coupled masonry walls, Bericht, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Schweiz.
- CEN (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1, European Committee for Standardization, Brüssel, Belgien.
- CEN (2005), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, EN 1998-3, European Committee for Standardization, Brüssel, Belgien.
- Cervenka V. (2007), Atena – Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, Theorie- und Benutzerhandbuch, Prag, Tschechien.
- Löring S. (2005), Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung, Dissertation, Universität Dortmund, Deutschland.
- OPCM n. 3431 (2005), Ulteriori modifiche ed integrazioni all'OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003, recante „Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica“. Suppl. Ordinario n. 85 alla G.U. n. 107 del 10 maggio 2005. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 3 maggio 2005. Rom, Italien.
- Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M. (2007), Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, Italy.
- SIA 266 (2003), Mauerwerk, SIA-Norm, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, Schweiz.